

鉄筋コンクリート連続耐震壁に関する実験的研究 (第7報)

—地中連続壁の実大水平加力実験—

武田 寿一
小 嶋 克 朗

Experimental Study on Continuous Seismic Wall (Part 7)

—Full-size Failure Test on Continuous Wall Built by OWS·SOLETANCHE METHOD—

Toshikazu Takeda
Yoshiro Kobatake

Abstract

This report is concerned with an experimental study on continuous slurry concrete walls built by the OWS·SOLETANCHE METHOD. The object of this study was to see if such walls could be used as seismic walls of structures. In order to study the shear strengths of these walls and strengths of the connections between walls and structural elements of a building, a failure test was performed with a full-size specimen. The specimen was constructed at the actual construction site and was connected with reinforced concrete beams at its top and bottom. From the test results of the wall under horizontal loading, it was confirmed that such walls can be designed as seismic walls.

概 要

OWS・SOLETANCHE 工法で構築した地中連続壁を、建築物の地下外周耐震壁として利用するために、一連の調査・研究を進めており、この所報などで発表したが、この報告はその続報である。

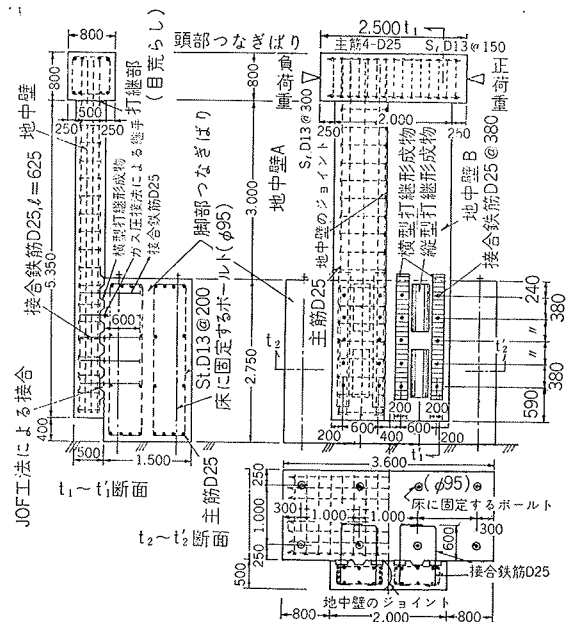
地中連続壁に耐震性を付加する構造法として、パネル相互を接合しないスクリーン壁の構造法を選び、実際の現場で施工した2枚の地中壁を連続させて、その頭部および脚部側面をつなぎばりで固定した供試体の水平加力実験を行なった。

地中壁のせん断耐力および折り曲げ鉄板を用いて打継ぎ面のコンクリートに歯型を形成させる工法による地中壁とつなぎばりとの接合部の耐力について、前報の模型供試体による実験結果などと比較検討した。結果は良好でこの実験における構造法の地中連続壁を耐震壁として設計できることを確認した。

1. 実験の概要

1.1. 供試体の形状・寸法など

供試体の形状寸法と配筋を図一1に示す。設計断面 $b=0.5\text{m} \times D=1\text{m}$ で長さ5.35mの2枚の地中壁が連続した壁で、その頭部を0.8m×0.8mのはり（地上1階のはりに相当）で、またその脚部側面を1.5m×2.75mのはり（地中ばりに相当）でそれぞれ固定している。地中壁の壁主筋比（ $=A_s/bD$, A_s : 主筋全断面積）は1.42%, 引張鉄筋比 p_t （ $=a_t/bd$, d : 有効せいで、中立軸を断面中心とし平面保持を仮定したときの圧縮縁から引張鉄筋の合力の位置までの距離, a_t : 前記有効せいの位置に引張鉄筋が集中したと仮定したときの等価引張鉄筋断面積）は0.70%, あばら筋比は0.17%である。地中壁と脚部つなぎばりとの接合法としては、打継ぎ面のコンクリートに歯型を形成させる JOF



図一1 供試体

工法⁹⁾を採用している。その接合部は、壁が曲げ破壊するとき作用するねじりモーメント、せん断力、軸力に対して安全であるよう、文献⁹⁾の筆者の実験式に基づいて、ねじりモーメントおよび軸力は横型の歯型効果で、せん断力は縦型の歯型効果でそれぞれ設計している。なお接合鉄筋比は横型が0.67%、縦型が0% (トレミー管の挿入に障害となるため接合鉄筋を挿入していない) である。

1.2. 供試体の製作

供試体の製作順序は次のとおりである。

① 地中壁A (図-1・2参) をKELLY 掘削機 (写真-1) で深さ8m 掘削し、打継形成物および接合鉄筋を取付けた鉄筋かご (写真-2) を挿入して後、トレミー管を用いてコンクリートを打設。

② 地中壁B (図-1・2参) を異型クラムセル (写真-3) を用いて同じように施工。

③ 地中壁の周囲を掘削し、その頭部を80cm程度 斫り取って頭部つなぎばり (図-1参) を施工 (写真-4)

④ 地中壁を掘出し、下部を斫り取って大林組技術研究所に挿入。パネル相互のジョイント部の状況を写真-5に、JOF 工法による歯型部の状況を写真-6にそれぞれ示す。

⑤ JOF 工法による接合部の接合鉄筋をガス圧縮法で継手 (写真-7) し、地中壁を立てた状態で脚部つなぎばりを施工。脚部つなぎばりの施工状況を写真-8および9にそれぞれ示す。

地中壁を施工した場所は、東京都千代田区で、地盤はN値5以下のシルト層である。

1.3. 使用材料

鉄筋はSD35を使用した。その材料試験結果を表-1に示す。またコンクリートは生コンを使用した。その調合条件は、設計強度 210 kg/cm^2 、スランプ21cm

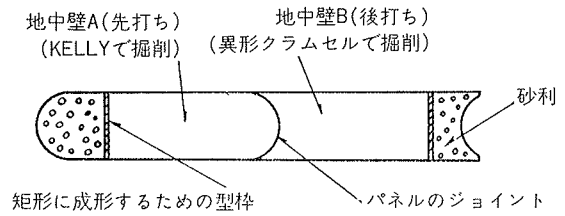


図-2 地中壁の施工要領

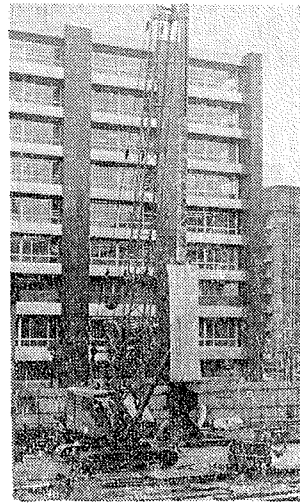


写真-1 KELLY 掘削機

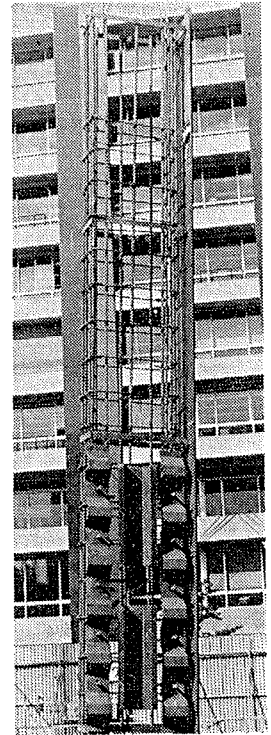


写真-2 鉄筋かご

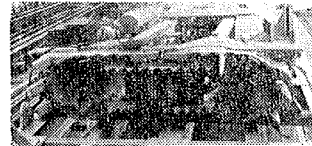


写真-3 异形クラムセル

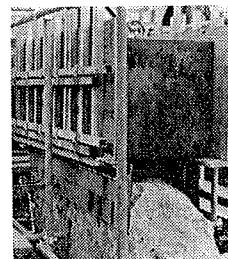


写真-4 頭部つなぎばりの施工

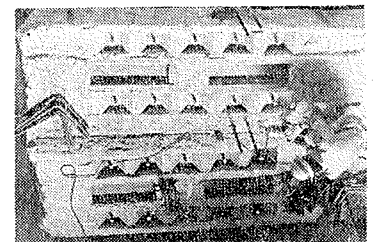


写真-6 JOF 工法において形成された歯型

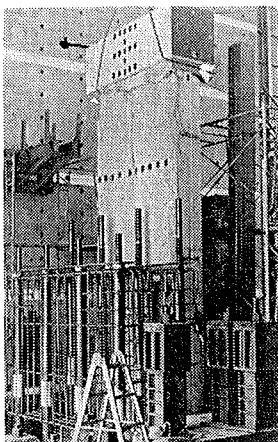


写真-8 脚部つなぎばりの鉄筋組立



写真-9 JOF 工法による打継部

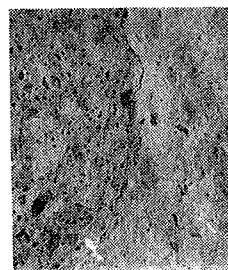


写真-5 パネル相互のジョイント

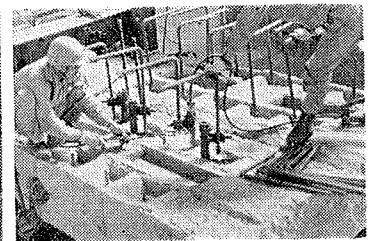


写真-7 ガス圧接法による接合鉄筋の継手

最大骨材粒径25mmである。調合を表-2に示すが、使用材料は、普通ポルトランドセメント(脚部つなぎばりは早強)、川砂、川砂利である。実験時のコンクリート強度は、地中壁 307 kg/cm² (ヤング係数 2.6 × 10⁵ kg/cm²)、頭部つなぎばり 431 kg/cm² (2.90 × 10⁵ kg/cm²)、脚部つなぎばり 261 kg/cm² (2.30 × 10⁵ kg/cm²) である。打継形成物としては厚さ1.6mmの鋼板を折り曲げ加工して使用している。

鉄筋径	降伏点	引張強さ	伸び
	t/cm ²		%
D25	3.50	5.38	16.1
D13	3.80	5.50	27.0

表-1 鉄筋の性質

部材	水	セメント	細骨材	粗骨材	A E 剤
地中壁	188	330	775	1008	1.16
はり	178	329	842	982	3.95

表-2 コンクリートの調合(kg/m³)

1.4. 加力方法と変形・歪の測定

実験は大森組技術研究所大型実験棟で行なったが、その状況を写真-10に示す。

加力は、脚部つなぎばりを径95mmのボルト8本(合計 1000ton)で締付けて試験床に固定し、300 ton(引張100ton)電動オイルジャッキを用いて、片持ばり形式で行なった。荷重の加え方は正負4回の繰返しとし、各回荷重階で1~4回一度荷重を零にして一方向に繰返しており、第4負荷重の3回目で最大荷重まで加えている。

変形としては、壁の撓みを不動点ビーム(写真-10で白黒テープを付けたもの)を用いて1/100mmのD.G.で、また打継部の相対変位を1/1000mmのD.G.でそれ

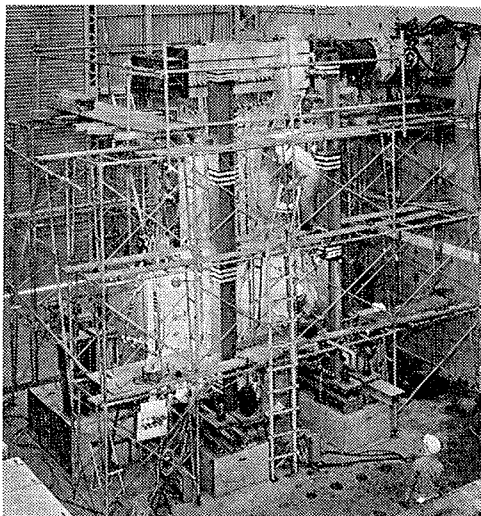


写真-10 実験状況

ぞれ測定している。

歪としては、地中壁の主筋および接合鉄筋にW.S.G.を貼付けて埋込み、また頭部つなぎばりのコンクリート表面にW.S.G.を貼付け、その歪を測定している。

2. 実験結果とその検討

2.1. 実験経過

ひび割れ発生と破壊状況を図-3に、荷重Qと主筋の歪εとの関係を図-4に、また荷重Qと接合鉄筋のε(打継面から75mmの位置で測定)との関係を図-5にそれぞれ示す。

加力すると2枚の地中壁は最初から単独にラーメン変形する。この供試体では打継面に0.6mm程度のベントナイトケーキが介在しており、最初から2枚の壁が一体として耐力を発揮していない。まず壁の両端部に曲げひび割れが発生するが、脚部が Q=24t(負荷重22t)、頭部が47t, 70t(47t, 78t)で脚部が早い。脚部の曲げひび割れの発生位置は、つなぎばりの上面とほぼ一致している。さらに載荷すると、新しい曲げひび割れが発生するが、第3正荷重の74tでせん断初ひび割れが発生する。第4正荷重で90t載荷すると、壁の脚部主筋 No. 6 と 8(図-4参)が降伏しており、壁の軸力が圧縮となる方の接合部の相対変位および壁の水平変位が大きく進み始める。この状態で荷重を0にし、第4負荷重の載荷をすると、壁の主筋の内 No. 5が105t, No. 7が110t, No. 2が120tでそれぞれ降伏して壁の変形が大きく進む。Q=134tで軸力が圧縮となる壁の載荷側脚部に大きな斜めひび割れが

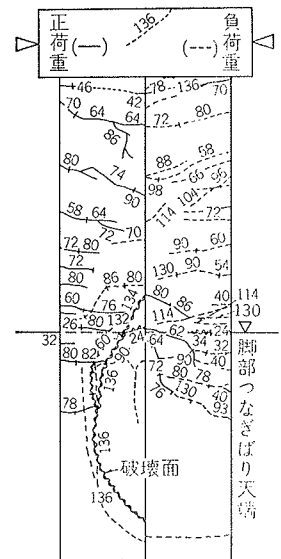


図-3 ひび割れ発生と破壊状況

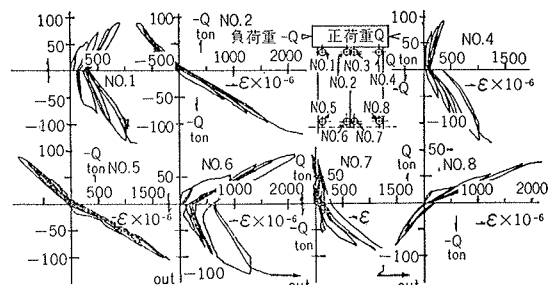


図-4 荷重Q~主筋の歪ε

発生し、このひび割れおよびすでに発生していた曲げひび割れが、接合部のパネル部に急激に伸びる。そして全体的には曲げ破壊のパターンであるが、 $Q=136t$ で部材角が $1/60$ に達し、接合部のパネルが割裂する形式で破壊し最大荷重に達した。このとき壁の両端引張り側4ヶ所の主筋の内、降伏していない No. 4の歪は 1250×10^{-6} であるが、引張側の壁主筋 No. 6も降伏している。一方地中壁と脚部つなぎばりとの接合部をみると、JOF工法による歯型部の破壊は認められず健全である。接合鉄筋の歪(図-5)をみると、接合部の相対変位が大きくなるに従ってその張力が増大している。 $Q=106t$ でNo. 9, $132t$ でNo. 16, $136t$ でNo. 17がそれぞれ降伏しているが、 $136t$ で破壊直後No. 18も降伏していた。

2.2. 荷重～変位曲線

壁2枚に作用する全せん断力 Q と壁の水平変位 δ との関係を図-6に、壁2枚相互のジョイント部の相対変位 δ と Q との関係を図-7にそれぞれ示す。

弾性剛性 Q/δ と部材角を表-3に示す。弾性剛性の計算値1(図-6の一点鎖線)と2(図-5の実線)は、架構を線材に置換したラーメンとして解析した結果で、1は剛域を学会規準とし、2は頭部つなぎばり部の剛域を学会規準、脚部つなぎばり部は剛域なしとしている。また計算3(図-6の点線)は3次元 F.E.M.で、打継部がない一体のものとして解析した結果である。

弾性剛性について実験値と計算値を比較すると、実験値は脚部つなぎばりの剛域を考慮しない計算2とほ

ぼ一致しており、他の2者と比較すると、実験値がかなり低い。

最大荷重時の部材角は $1/60rad.$ で、架構全体として靱性があるといえる。

2.3. 地中壁の強度

実験結果を表-3に示す。計算値の内、曲げ初ひび割れ荷重は梅村式 $M_c/BD^2=4.2+3.7p_t+\sigma_0/6$ で求めている。降伏荷重および最大荷重は e- 函数法で計算した値で計算1は、頭部および脚部つなぎばり面で両端を固定したはりとして、計算2は頭部つなぎばり面および脚部つなぎばりとの接合部の中心線上の位置で両端を固定したはりとして、しかもはり端部4ヶ所とも降伏または曲げ破壊すると仮定して、それぞれ計算している。せん断初ひび割れ Q/bj の計算1は、筆者の実験式¹⁾、(1式)、2は Mathey の式³⁾ (2式)、3は荒川の式⁴⁾ (3式)で計算した値である。なお d は前記有効せいで、 a としては頭部つなぎばり面から脚部つなぎばりとの接合部の中心線までの距離の $1/2$ としている。

$$\tau_{cr}=Q/bD=0.58\sqrt{F_c} \cdot d/a+370p_t \dots\dots(1式)$$

$$\tau_{cr}=Q/bd=0.82\sqrt{F_c} \cdot d/a+280p_t \dots\dots(2式)$$

$$\tau_{cr}=Q/bj=k_c(500+F_c) \cdot \frac{0.085}{a/d+1.7} \dots\dots(3式)$$

せん断初ひび割れ(引張側パネルに生じたひび割れで明確なせん断ひび割れとはいえない)発生時の平均

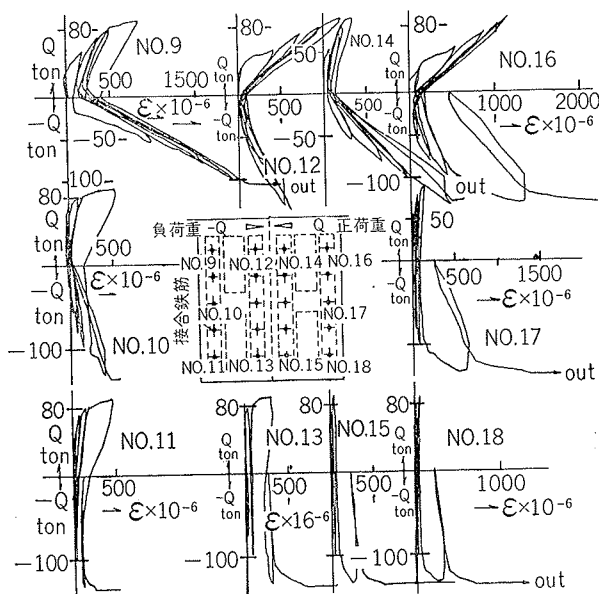


図-5 荷重 Q ～接合鉄筋の歪 ϵ

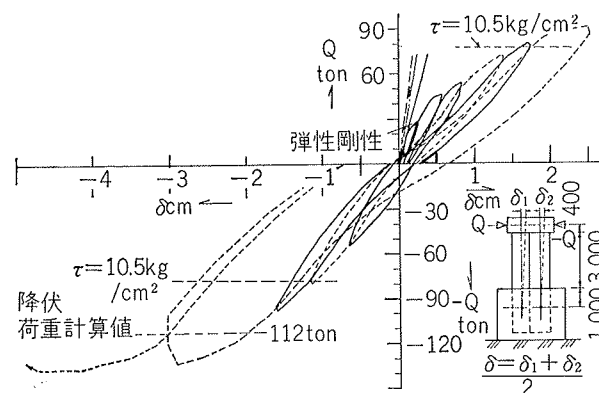


図-6 荷重 Q ～壁の水平変位 δ

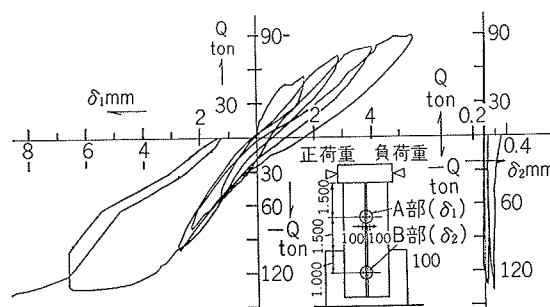


図-7 荷重 Q ～壁相互の相対変位 δ

曲げ初ひび 割れ荷重 (ton)	実験	24	せん断初ひ び割れ強度 (kg/cm ²)	実験	10.0
	計算	26		計算1	9.5
				計算2	9.2
降伏荷重 (ton)	実験	(105)	最大荷重 (ton)	実験	136
	計算1	112		計算1	139
	計算2	96		計算2	120
弾性剛性 (×10 ⁶ kg/cm)	実験	1.89	部材角 (×10 ³ rad.)	せん断初ひ び割れ時	5.0
	計算1	2.96		最大荷 重時	16.7
	計算2	1.85			
	計算3	3.82			

表-3 実験結果

せん断応力度 Q/bj ($j=7/8d$, d : 前記有効せい) は 10.0 kg/cm^2 で、計算値の $0.83 \sim 1.09$ 倍でよく一致している。曲げ破壊のパターンであるが、最大荷重時の平均せん断応力度 Q/bj (j は前記) は 18.4 kg/cm^2 で、RC 規準の短期許容せん断応力度 ($F_c/30 \times 1.5$, F_c : 設計基準強度 210 kg/cm^2) 10.5 kg/cm^2 の 1.7 倍の耐力を発揮している。また最大荷重は e - 函数法で計算した値の 0.98 と 1.13 倍で、曲げ耐力に達しており、前記計算 2 の仮定で曲げ耐力を計算できるといえる。

2.4. JOF 工法による接合部の強度と変形

壁の全せん断力 Q と JOF 工法による地中壁と脚部つなぎばりとの相対変位を図-8 に示す。測定位置は図に示すとおりで、接合部の中心が C 部である。 δ_{iv} は垂直方向の変位を示し、はりを基準にして壁が下がる方向を正としている。また δ_{iH} は壁がはりから離れる方向を正としたときの水平方向の変位を示している。垂直方向の変位をみると、 $Q=120t$ 程度まではごくわずかで最大荷重時に $0.4 \sim 0.5 \text{ mm}$ の変位である。また水平方向の変位をみると、C 部は $80t$ 、D 部は $100t$ 以後増大し始めており最大荷重時の変位は 1.1 と 0.8 mm であるが、E 部は最大荷重までごくわずかの変位である。以上の結果および図-7 の B 部の変位が小さいことを合わせ考慮すると、接合部全体としての回転を最大荷重近くまでしていないことがわかる。

最大荷重時に接合部に作用しているねじりモーメント $M_t = Q_{u1} \times l$ (Q_{u1} : 全せん断力の $1/2$, l : 壁のクリアースパンの $1/2$ に、脚部つなぎばり上面から接合部の中心線までの長さを加えたもの) $= 136t \cdot m$ による

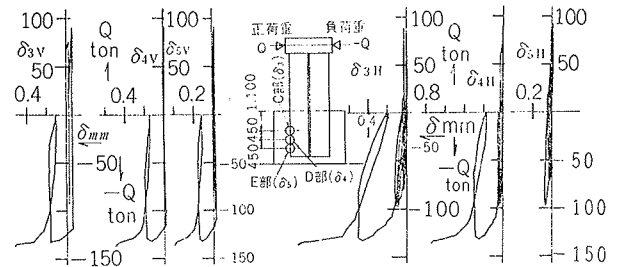


図-8 荷重 $Q \sim$ 相対変位 δ

歯型の耐力を検討する。次の筆者の実験式⁵⁾から横型

$$Q_{m0} = nA_1 (1.3p_s f_y + 35.6)$$

打継形成物 (図-1 参) による歯型効果のみによるねじりモーメントの耐力 $M_{t0} = Q_{m0} \times l_0$ (Q_{m0} : 上式で計算した値, l_0 : 歯型の中心線間の長さ) は $119t \cdot m$ で、実験値は計算値の 1.14 倍である。

3. むすび

OWS・SOLETANCHE 工法で構築した地中連続壁を建物地下外周耐震壁として設計するための構造的な検討を行なうために、実際と同じように製作した実大供試体での水平加力実験を行なった。

最大荷重時の部材角は $1/60 \text{ rad.}$ で、 e - 函数法で計算した曲げ耐力にほぼ達しており、その時の平均せん断応力度は RC 規準における短期許容せん断応力度の 1.7 倍である。また地中壁と脚部つなぎばりとの接合部は、最大荷重まで健全で充分その耐力を発揮している。

参考文献

- 1) 武田寿一, 小島克朗: 同題目 (第1報~第6報) 大林組技術研究所報, No. 2 (1968)~No. 6 (1972)
- 2) 武田寿一, 竹本靖, 小島克朗: 地中連続壁と本体構造部材との接合工法, 建築技術 No. 243 (1971)
- 3) Mathey and Watstain: Shear Strength of Beams, J. of ACI, Vol. 60, No. 2 (1963)
- 4) 荒川卓: 鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について, コンクリートジャーナル Vol. 8, No. 7 (1970)
- 5) 小島克朗, 武田寿一: 鉄筋コンクリート部材の打継部のせん断耐力, 建築学会近畿大会 (1971)